

V 1 x
 2 x
 3 x
 4 x
 5 x
 6 x
 7 x
 8 x
 9 x
 10 x
 11 x
 12 x
 13 x
 14 x
 15 x
 16 x
 17 x
 18 x
 19 x
 20

L 1 x
 2 x
 3 x

M 1 x
 2 x
 3 x
 4 x
 5 x

Cine "Florida"

Calculo

395

Nº ~~395.513~~

23-1-40

Bine Florida en Sevilla

Cálculo

Fojados en ménsula (L2) $l = 1.35$ mts Carga en el borde 100 Kgs/m l.

Sobrecarga = 600 Kgs

Peso propio = 360 "

X $M_c = 100 \times 1.35 + 600 \times \frac{1.35^2}{2} = 1.010$ mtkg.

$T = 100 + 600 \times 1.35 = 1.390$ Kgs.

$c = 13.2$

$d = 15$

$t = \frac{44}{7} = 4 \phi 12$ p.m.

Fojados continuos de 2.5 mts (L2)

Perfectamente empotradas

Sobrecarga 500 Kgs.

P. muerto 100 "

p.p. 240 "

840 "

X $M_c = 840 \times \frac{2.5^2}{24} = 320$ mtkg

$d = 8$

$t = 3 = 6 \phi 8$ p.m.

$M_a = 840 \times \frac{2.5^2}{12} = 440$ mtkg.

$d = 8$

$t = 6 = 12 \phi 8$ p.m.

$T = 840 \times 1.25 = 1.050$ Kgs.

(V3) Vigueta de borde de ménsula de 2.50 Sobrecarga 1.630 Kgs

Perfectamente empotrada

p.p.

140 "

1.800 "

b = 25

X $M_c = 1.800 \times \frac{2.5^2}{24} = 470$ mtkg

$t = 1.2 =$

$M_a = 2 M_c = 940$ mtkg

d = 40

$t = 2.5 =$

$T = 1.600 \times 1.25 = 2.000$ Kgs.

$s = \frac{0.11 \times 36}{2.0} = 2.5$ a 14v

(M3) $l = 4.8$ mts

Sobrecarga 3.100

p.p.

420 Kgs

Carga en el borde = 4.000 Kgs.

X $M = 4.000 \times 4.8 + 3.820 \times \frac{4.8^2}{2} = 19.200 + 32.500 = 51.700$ mtkg

$T = 4.000 + 3.820 \times 4.8 = 14.100$ Kgs.

$b = 30$ $c = 122$ $d = 130$

$t = 6 \phi 30 = 30 \times 2.30$

$s = \frac{14.1}{1.22} = 3.8$ a 42 $\frac{1}{2}$ c

100
540
210
150
1100

6625
1.35
490

19.200
32.500

Va $l = 5,40 \text{ mts}$ (Va)

Sobrecarga = 1.300 Kgs.
p. m. = 800 "
p. p. = 420 "



Momentos de la Ma

Actuando solamente el peso muerto, el momento en a será igual a $2,250 \times 4,8 + 1,570 \times \frac{4,8^2}{2} = 30.000 \text{ mtks.}$

Actuando la sobrecarga el momento total en a será igual a 51.400 mtks.

Momentos de la Va (Va)

Actuando solamente el peso muerto, el momento en a será igual a $1,570 \times \frac{5,4^2}{2} = 23.000 \text{ mtks.}$

Actuando la sobrecarga el momento total en a será igual a $2,820 \times \frac{5,4^2}{2} = 41.000 \text{ mtks}$

y el momento en el centro = $2,820 \times \frac{5,4^2}{8} - 30.000 = \underline{\underline{-20.000 \text{ mtks.}}}$

cuando está cargada y descargada la Ma

Las reacciones en el apoyo T serán:

Cuando está cargada la Ma y descargada la Va

$$T = \frac{-51.400 + 23.000}{5,4} = -5.400 \text{ Kgs. (Tracción)}$$

Cuando está cargada la Va y descargada la Ma

$$T = \frac{+41.000 - 30.000}{5,4} = 2.040 \text{ Kgs. (Compresión)}$$

Cuando están cargados los dos

$$T = \frac{-51.400 + 41.000}{5,4} = -2.000 \text{ Kgs.}$$

La reacción total en el apoyo a será igual a $14.100 + 14.700 + 2.000 = 33.800 \text{ Kgs.}$

$VC (V4) l = 12,4$

$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = 40.300 \text{ Kgs. } p.p = 2.000 \text{ Kgs}$

$A =$

$Mf_c = 80.600 \times 6,35 - 40.300 \times 5,0 + 2.000 \times \frac{12,4^2}{8} = 350.000 \text{ mtKgs}$

$T = 80.600 + 12.400 = 93.300 \text{ Kgs}$

$b = 80$

$d = 4\phi 0$

$t = \frac{350.000}{3,85} = 91,0 = 10\phi 35$

$s = \frac{385 \times 3,54}{93,3}$



(M2)

$l = 5,30 \text{ mt}$

$b = 30$

Carga en el borde: 4.500 Kgs.

" a 2,90 del apoyo: 5.500 Kgs.

sobrecarga 1.050
p. propia 1.080
2.130

" repartida hasta 250 del apoyo: 840 Kgs/m.
Momento en quiebreto $4.500 \times 3,00 + 5.500 \times 0,60 + 2,130 \times \frac{3,0^2}{2} = 35.400 \text{ mtKgs } d=160 t=25 = 4\phi 30$

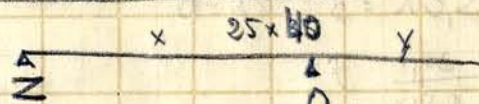
Momento

$4.500 \times 5,30 + 5.500 \times 2,90 + 840 \times \frac{2,5^2}{2} + 2,130 \times \frac{5,3^2}{2} = 88.500 \text{ mtKgs. } t = 4\phi 30$

Esfuerzo cortante

$4.500 + 5.500 + 840 \times 2,5 + 2,130 \times 5,30 = 24.000 \text{ Kgs.}$

Vigas encima del hueco de escalera



$Mf \text{ de la } MY = 1.250 \times \frac{2,6^2}{2} = 4.200 \text{ mtKgs } (M1) t = 12 = 4\phi 18 \quad X$

$T = 1.250 \times 2,60 = 3.200$

2ø 8 a 220

$Mf \text{ de la } X = 2.000 \times \frac{5,0^2}{8} - 3.000 = 3.200 \text{ mtKgs. } (V5) t = 9 = 4\phi 18 \quad X$

$T = 2.000 \times 2,5 = 5.000 \text{ Kgs}$

$Mf_z = 5000 \times 2,10 = 10.500 \text{ mtKgs } 25 \times 50 t =$

$T = 3000 \text{ Kgs}$

$Mf_0 = 8.200 \times 2,10 + 300 \times \frac{4,2^2}{8} = 14.000 \text{ mtKgs } (V6)$

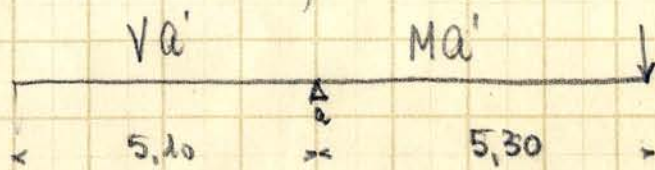
$T = 4.500 \text{ Kgs}$

25×60

$t = \frac{14.000}{100} = 31 = 6\phi 25 \quad X$

1010
210
1760
210

Va' $l = 5,1$ (V10)



Momentos de la Ma' en a

Peso muerto: $3.680 \times 5,3 + 3.000 \times 2,90 + 1.400 \times \frac{5,3^2}{2} + 300 \times \frac{2,5^2}{2} = 50.500 \text{ mtkg}$

id. sobrecarga: 88.500 mtkg .

Momentos de la Va' en a (V10)

Peso muerto: $2.020 \times \frac{5,1^2}{2} = 26.300 \text{ mtkg}$.

~~21.300~~ 21.300

« sobrecarga: $3.800 \times \frac{5,1^2}{2} = 49.500 \text{ u}$

y en el centro sería $3.800 \times \frac{5,1^2}{8} - 50.500 = -38.100 \text{ mtkg}$ cuando está cargada la Va' y descargada la Ma'.

Las reacciones en el apoyo T serían:

Cuando está cargada la Ma' y descargada la Va'.

$T = \frac{-88.500 + 26.300}{5,10} = -12.200 \text{ Kgs}$.

$\frac{-82.000 + 24.300}{4,9} = 13.800$

Cuando está cargada la Va' y descargada la Ma'.

$T = \frac{+49.500 - 50.500}{5,1} = -200 \text{ Kgs}$.

Cuando están cargadas las dos

$T = \frac{-88.500 + 49.500}{5,10} = -4.400 \text{ Kgs}$

La reacción total en el apoyo a será igual a

$27.000 + 19.400 + 4.400 = 54.100 \text{ Kgs}$

Liguetas de fachada de planta alta de 2,40 (V1)

b=20 d=30

muro: 1.150
 p.p: $\frac{250}{1.400}$

$W_{fc} = 1.400 \times \frac{2,4^2}{24} = 425 \text{ mtkg}$

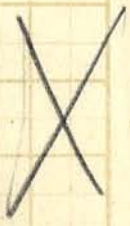
t = 1,6 = 2φ12

$W_{fa} = 1.400 \times \frac{1,7^2}{12} = 850 \text{ n}$

t = $\frac{0,85}{0,26} = 3,2 = 2φ15$

T = 1.400 x 1,35 = 1.900

s = $\frac{26}{1,9} \times 0,4 =$



id. id. id. de 4,20 (V2)

P en el centro = 5.000

b=20 d=50

muro: 1.150
 p.p: 300

$W_{fc} = 5.000 \times \frac{3,1}{8} + 1.150 \times \frac{4,2^2}{16} = 4.200 \text{ mtkg}$

t = $\frac{4,2}{0,15} = 28 = 4φ18$

$W_{fa} = 5.000 \times \frac{2,1}{8} + 1.150 \times \frac{4,2^2}{12} = 4.400 \text{ n}$

t = $\frac{4,7}{0,15} = 31,3 = 4φ20$

T = 2.500 + 1.150 x 2,10 = 5.550 Kgs.

208a16c

1600
1200
2.100



V8

b=25 d=40

$W_{fc} = 2.000 \times \frac{4,8^2}{8} = 5.800 \text{ mtkg}$

t = $\frac{5,8}{0,25} = 23,2 = 4φ24$

T = 2.000 x 2,4 = 4.800 Kgs.

s

V12

l = 5,40

P₁ = 6.500 Kgs.

muro: 2.000 Kgs
 p.p: $\frac{400}{2.400}$

$W_{fc} = 6.500 \times \frac{5,4}{8} + 2.400 \times \frac{5,4^2}{24} = 4.200 \text{ mtkg}$

t = $\frac{4,2}{0,65} = 6,46 = 4φ20$

$W_{fa} = 6.500 \times \frac{5,4}{8} + 2.400 \times \frac{5,4^2}{12} = 10.200 \text{ n}$

t = $\frac{10,2}{0,65} = 15,69 = 4φ24$

T = 3.250 + 2.400 x 2,7 = 10.000

208a13c

Quando hay inversion de momento

$W_{fc} = 5.400 \times \frac{5,4}{8} - 2.000 = 1.600$

t = 2,5 = 2φ12

b=25 d=40



V18

= V8. pero d = 45

V19

l = 5,50

P₁ = 5.600

Armas

2.500

300

2.800 Kgs

25 x 45

$W_{f_c} = 5.600 \times \frac{5,5}{6} + 2.800 \times \frac{5,5^2}{8} - 5.000 = 10.400 \text{ mtkg}$

T = 2.800 + 2.800 x 2,75 = 10.500 Kgs.

W_{f_a} = 4.000 mtkg.

Escalera

Losa de 4,25

d = 18

$W_f = 960 \times \frac{4,25^2}{8} = 2.160 \text{ mtkg}$

T = 960 x 2,15 = 2.060 Kgs

sobercanga

500 Kgs

p.m.

100

p. propios

360

960 Kgs

t = $\frac{2,16}{0,15} = 14 = 8 \phi 15 \text{ p.m.}$

t' = 9 $\phi 8 \text{ p.m.}$

Losa de 3,50

d = 18

$W_f = 960 \times \frac{3,5^2}{8} = 1480 \text{ mtkg}$

T = 960 x 1,75 = 1.700 Kgs

t = $\frac{1,48}{0,15} = 10 = 6 \phi 15 \text{ p.m.}$

t' = 4 $\phi 8 \text{ p.m.}$

V20

d = 4,10

25 x 40

sobercanga = 2000

Armas

500

p.p

300

2.800

$W_f = 2.800 \times \frac{4,10^2}{8} = 5.500 \text{ mtkg.}$ t: $\frac{5,5}{0,35} = 4 \phi 24$

T = 2.800 x 2,05 = 5.800 Kgs. 208 a 12 y

10,100
10,600

27
22
6
17,0

Viga en el bar (V16)

$l = 5,40$

solc.	2.100
p.p.	300
	<u>2.400</u>

$Q_{uf} = 2.400 \times \frac{5,4^2}{8} = 8.800 \text{ mtKgs.}$

$t = \frac{8,8}{0,40} = 22,0 = 4\phi 25$

$T = 2.400 \times 2,70 = 6.500 \text{ Kgs}$

$s = \frac{40}{6,5} = 2\phi 8 \text{ a } 12,$

$b = 25. \quad d = 45$



Viga de borde de ménsula de 4,20 (V4)

solrecarga	1.390
"	1.050
	<u>470</u>
	2.610

$T = 2.610 \times 2,10 = 5.500 \text{ Kgs.}$

$s = 2\phi 8 \text{ a } 13, \quad \text{p.p.}$

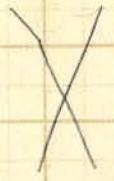
$Q_{uf} = 2.610 \times \frac{4,2^2}{14} = 3.300 \text{ mtKgs.}$

$t = 9,4 = 4\phi 18$

$Q_{ufa} = 2.610 \times \frac{4,2^2}{10} = 4.600 \text{ "}$

$t = 13 = 4\phi 18 + 2\phi 12$

$b = 25 \quad d = 40$



Viga a continuacion de la C. (V15)

$l = 4,20$

$b = 25 \quad d = 40$

solrecarga	1.500
muro	1.240
p.p.	360
	<u>3.100</u>

$Q_{uf} = 3.100 \times \frac{4,2^2}{8} = 6.900 \text{ mtKgs.}$

$t = \frac{6,9}{0,35} = 19,7 = 4\phi 24$

$T = 3.100 \times 2,10 = 6.500 \text{ Kgs.}$

$s = 2\phi 8 \text{ a } 11,$



Viga 13 = $25 \times 40 \quad 4\phi 20 \quad 2\phi 8 \text{ a } 20,$

V14 $25 \times 40 \quad 2\phi 18 \quad 2\phi 8 \text{ a } 20,$



Pilar central 78

Bargas: Viga C = 93.300,0 Kgs.
 Viga 'A' y 'B' = 58.800,0 "
 Viga bar = 9.500,0 "
 Viga esc = 6.500,0 "
 166.100,0 Kgs.

Seccion 80 x 30 = 2.400 cm²
 6φ35 = 2.840
 3.240 cm²

Ha compresion simple:
 50 Kgs/cm²

zapata de 4,00 x 2,80

P.G Bargas: 2.000 + 5.600 + 10.000 + 3.400 = 21.000
 25 x 25 4φ12 e 5 a 15 cms
 Zapatas de 1,25 x 1,25

Armadura de la Z. 8.

$P = 280 \times 200 \times 0,5 \times 1,5 = 42.000 \text{ Kgs}$

$chf = 42.000 \times 1,33 = 56.000 \text{ mKgs.}$

$b = 30 \quad d = 120 \quad c = 115$

$t = \frac{56,0}{1,15} = 48,0 = 4\phi 18 \text{ p.m.}$

$chf = 41.000 \times 0,84 = 36.000 \text{ mKgs}$

$b = 80 \quad d = 120 \quad c = 115$

$t = \frac{36,0}{1,15} = 31,0 = 4\phi 12 \text{ p.m.}$

P1

$$\text{Bargas } 5.600 + 4.800 = 10.400$$

 $25 \times 25 \quad 4 \phi 18 \quad \text{c. de } 5 \text{ a } 15 \text{ cms}$

P3

$$\text{Bargas } 10.400 + 5.600 + 7.000 = 23.000$$

 $25 \times 25 \quad 4 \phi 12 \quad \text{c. de } 5 \text{ a } 15 \text{ cms}$
 $\text{zapatas } 1,25 \times 1,25$

P2

$$4.500 + 4.800 = 9.300$$

 $25 \times 25 \quad 4 \phi 12 \quad \text{c. de } 5 \text{ a } 15 \text{ cms}$

P4

$$9.300 + 10.500 + 4.800 + 6.500 = 31.100$$

 $25 \times 25 \quad 4 \phi 12 \quad \text{c. de } 5 \text{ a } 15 \text{ cms}$
 $\text{zapatas } 1,50 \times 1,5$

P5.

$$\text{Bargas} = 10.500 + 6.500 = 17.000 \text{ Kgs.}$$

 $25 \times 25 \quad 4 \phi 12 \quad \text{c. de } 5 \text{ a } 15 \text{ cms.}$
 $\text{zapata} = 1,10 \times 1,10$

Zapatas: Calculo de momentos:

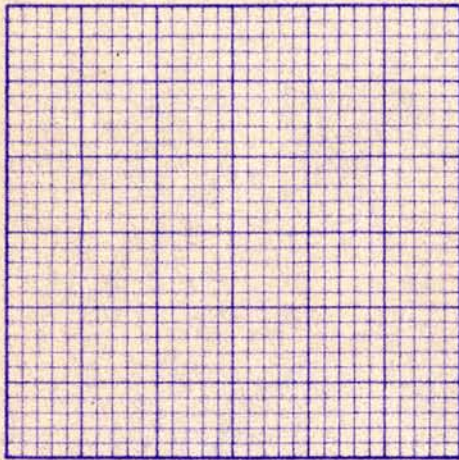
$$P = 0,45 \times 1,50 \times 0,5 \times 1,500,0 = 8.400 \text{ Kgs.}$$

$$M_{\text{uf}} = 8.400 \times 0,5 = 4.200 \text{ mKgs}$$

$$b = 25 \quad d = 55$$

$$t = \frac{4,3}{0,55} = 7,8 = 16 \phi 8 = 10 \phi 8 \text{ p.m.}$$

Flexión ó compresión compuesta Elemento Pilar & Sección



N = 166.000	kg.	T =	kg.
S = 20	cm.	M =	cm.kg.
a = 30	cm.	t = 2725 = 10	150 cm ²
b = 30	cm.	u = 10635 = 96	144 cm ²
c = 45	cm.	v =	cm ²
d = 80	cm.	w =	cm ²
e =	cm.	s =	cm.
f =	cm.	o =	cm.
r = 9	cm.	m = 15	

Profundidad del eje neutro = g = 91 cm

$+\frac{a}{6} = 5$	$g^3 = 300$	$g^2 = 300$	$+ (a-b)e(\frac{e}{2} - S) =$	$- g - (a-b)e^2(\frac{e}{3} - \frac{S}{2}) = 0$
$-\frac{a-b}{6} =$	$+\frac{a-b}{6} 3S =$	$+ b'd(\frac{d}{2} - S) = +48.000$	$- b'd^2(\frac{d}{3} - \frac{S}{2}) = -3.200.000$	
$-\frac{b'}{6} = 5$	$+\frac{b'}{6} 3S = 300$	$- mu(S-r) = -15.840$	$+ mur(S-r) = +142.600$	
		$- mt(S-c) = +8.200$	$+ mtc(S-c) = -620.000$	
$+ 0 g^3$	$- 0 g^2$	$+ 40.360 g$	$- 3.644.000$	$= 0$

Momento de inercia

$+\frac{ag^3}{3} = +4.600.000$
$-\frac{(a-b)(g-e)^3}{3} = -$
$-\frac{b'(g-d)^3}{3} = -13.000$
$+ mu(g-r)^2 = +9.400.000$
$+ mt(g-c)^2 = +38.000$
$I = 14.325.000$

Cargas máximas unitarias.

$H = \frac{N(g-S)}{I} g = 62 \text{ kg/cm}^2$	$H' = \frac{N(g-S)(g-d)}{I} = \text{kg/cm}^2$
$A = 15 \frac{N(g-S)(g-c)}{I} = 163 \text{ kg/cm}^2$	$A' = 15 \frac{N(g-S)(g-r)}{I} = \text{kg/cm}^2$
$j = \frac{N(c-S)}{N-A t} = \text{cm}^2$	$C' = \frac{T}{j B} = \text{kg/cm}^2$
$B = \frac{T}{j(\frac{v}{3} + w\sqrt{\frac{2}{3}})} = \text{kg/cm}^2$	

Observaciones: si g < d, se suprime b' (Flexión compuesta)

si g > e, se suprime (a-b)

si g > d, se da a b' el valor de b. (Compresión compuesta)

$$S = \frac{d}{2} - \frac{M}{N}$$



Cine Florida en Sevilla

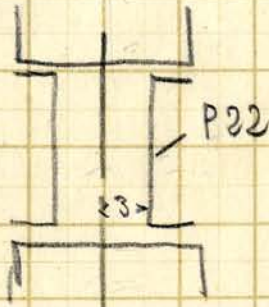
Estimo aproximado de colocación de la estructura del anfiteatro

<u>Fojado</u>	$12,40 \times 10,40 \times 0,08$	=	10,6	m ³
	$4,10 \times 5,50 \times 0,08 \times 2$	=	3,6	"
	$3,50 \times 20,0 \times 0,16$	=	8,0	"
	$5,40 \times 13,5 \times 0,08$	=	5,9	"
<u>Viguetas</u>	$0,40 \times 0,40 \times 20,0$	=	3,2	"
	$0,30 \times 0,40 \times 13,5 \times 2$	=	3,2	"
	$0,30 \times 0,50 \times 4,0 \times 10$	=	6,0	"
	$0,25 \times 0,50 \times 6,0 \times 5,00$	=	3,8	"
<u>Viga</u>	$0,40 \times 0,50 \times 12,40$	=	2,6	"
	$0,15 \times 3,30 \times 12,40$	=	6,3	"
	$0,20 \times 0,40 \times 12,40$	=	1,0	"
				27,5
<u>Arqueras</u>	$0,30 \times 1,25 \times 11,0 \times 4$	=	16,5	"
	$0,30 \times 2,15 \times 11,5 \times 2$	=	15,0	"
<u>Pilares</u>	$0,30 \times 1,00 \times 3,5 \times 2$	=	2,1	"
	$0,30 \times 0,30 \times 3,0 \times 6$	=	1,6	"
				3,7
<u>Sirantes</u>	$0,15 \times 0,15 \times 4,5 \times 6$	=	0,6	"
			<u>90,0</u>	

Faltan apoyos laterales

13,4
6,5
90,0

Calculo del pilar metalico



$$P = \frac{N^2 \times EI}{5 L^2}$$

$$I = \frac{34,4 \times 5,14^2}{2690 \times 2}$$

$$= 1,980$$

$$= \frac{5,380}{4,360}$$

$$P = \frac{10 \times 2.100.000 \times 4,360}{5 \times 106.000} = \frac{154.500.000.000}{530.000} = 290.000 \text{ Kgs.}$$

Calculo de la seccion de apoyo del P8

La carga axial vale 166 Tons

La seccion en la articulacion $20 \times 20 = 600 \text{ cm}^2$

La carga de trabajo en esta seccion = 280 kg/cm²

La sobrecarga ~~de~~ superada $280 - 50 = 230 \text{ kg/cm}^2$

Separacion entre rayillas 5 cm.

" " " " hierro 5 cm.

Seccion de los hierros $f' = 0,0025 \times 230 \times 6 \times 6 = 1,42 \text{ cm}^2 = \phi 15$

Calculado con el N. 19,1